

Aspectos geotécnicos más relevantes del Código Técnico de la Edificación



Comisión de Consultoría y Ejercicio Libre

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



Ministerio de Vivienda



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



**Aspectos geotécnicos
más relevantes del
Código Técnico de la Edificación**

Comisión de Consultoría y Ejercicio Libre

Para la redacción de este Cuaderno se ha contado con la colaboración especial de José Manuel Martínez Santamaría y Claudio Olalla Marañón, Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

© Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Almagro, 42. Madrid 28010.

Reservados todos los derechos. Prohibida la reproducción total o parcial de la obra, incluso para uso privado, sin permiso escrito de los editores.

ISBN.: 978-84-380-0379-4
Depósito Legal: M-4.356-2008

Maqueta: José Luis Saura

Impreso en España. Printed in Spain.
Artes Gráficas Palermo, S.L.

Presentación

En el ámbito del Convenio suscrito con el Ministerio de Vivienda se redacta este cuaderno cuyo fin principal es informar a los ingenieros de caminos en la aplicación del Código Técnico de la Edificación.

Dada la importancia que en el Código Técnico tienen los aspectos geotécnicos y el diseño de las cimentaciones en el proyecto de las edificaciones, se ha considerado conveniente facilitar el conocimiento y la divulgación a través de este cuaderno sobre los **Aspectos geotécnicos más relevantes del Código Técnico de la Edificación** y otros dos más, cuyos títulos son: Descriptores Geotécnicos del Terreno y Contenido Formal del Informe Geotécnico, respectivamente.

Se destacan en este cuaderno los aspectos que se pueden considerar como los más importantes y significativos del Código Técnico de la Edificación en cuanto a la aplicación de la Geotecnia en la ejecución de edificaciones.

En este sentido, el criterio de seguridad utilizado en el Código supone una modificación fundamental en la práctica geotécnica habitual en España, en donde tradicionalmente se ha trabajado con el método de los coeficientes de seguridad globales. Sin embargo, de forma general, los valores de los coeficientes parciales incluidos en el Código arrojan unos resultados semejantes a los obtenidos aplicando los coeficientes de seguridad globales.

El Colegio, dentro de los objetivos previstos en sus Estatutos, promueve e impulsa la formación permanente de los ingenieros de caminos a través de este cuaderno, además de contribuir al progreso de la Ingeniería.



Edelmiro Rúa Álvarez
Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.



Índice

1.	Introducción	6
2.	Método de los estados límites y coeficientes de seguridad parciales	7
2.1.	Planteamiento	7
2.2.	Coeficientes de seguridad parciales propuestos	8
2.3.	Comentarios	10
2.3.1.	Respecto de los coeficientes de seguridad de las acciones	10
2.3.2.	Respecto de los coeficientes de seguridad de los materiales	10
2.3.3.	Respecto al arrancamiento y rotura horizontal del terreno en pilotes	11
2.3.4.	Respecto a la estabilidad global	11
2.3.5.	Respecto al estudio de pantallas	12
2.3.6.	Síntesis final	12
3.	Estudio y reconocimiento geotécnico	13
3.1.	Planteamiento	13
3.2.	Competencia profesional	13
3.3.	Alcance de los trabajos de reconocimiento	13
3.4.	Contenido del Estudio Geotécnico	16
4.	Cimentaciones directas	18
4.1.	Introducción	18
4.2.	Rigidez de la cimentación	18
4.3.	Módulo de balasto	20
4.4.	Cálculo de asientos	21
4.5.	Cimentaciones en roca	22
4.6.	Recomendaciones constructivas	23
5.	Cimentaciones profundas	24
5.1.	Pilote aislado	24
5.2.	Zonas activa y pasiva de influencia de la punta de un pilote	25
5.3.	Valoración de la resistencia por fuste de un pilote en medios arcillosos	25
5.4.	Tope estructural	26
5.5.	Posibles problemas que se pueden presentar	27
5.6.	Recomendaciones constructivas y control	27
6.	Elementos de contención	29
6.1.	Coeficientes de empuje	29
6.2.	Estabilidad de las pantallas	30
6.3.	Pantallas continuas	30
6.4.	Muros	31
6.5.	Recomendaciones constructivas y control	31
7.	Acondicionamiento del terreno	32
7.1.	Excavaciones	32
7.2.	Rellenos	33
7.3.	Presencia del agua	33
8.	Mejora o refuerzo del terreno	34
9.	Anclajes al terreno	35
9.1.	Definiciones y tipologías	35
9.2.	Ensayos	35
9.3.	Acciones	36
9.4.	Estados límite	36
9.5.	Análisis de la estabilidad	36

1. Introducción

Se elabora el presente documento dentro del ámbito de colaboración existente entre el Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos y la Administración Central del Estado, en particular con la Dirección General de Arquitectura del Ministerio de la Vivienda, con el objeto de divulgar y complementar los aspectos geotécnicos más relevantes que se encuentran presentes en el vigente Código Técnico de la Edificación (CTE en adelante).

El Colegio de Caminos es consciente de que en el dominio de la edificación, la experiencia profesional demuestra que, lamentablemente, un porcentaje muy importante del origen de daños y de desperfectos en la edificación se encuentra precisamente en la influencia del terreno. Ello lo es tanto como consecuencia de un escaso conocimiento del mismo, como de una mala estimación de sus propiedades geotécnicas. En definitiva, y por lo tanto, es consecuencia de un déficit en el conocimiento de su comportamiento y frente a esta carencia se pretende paliar, en su caso, los déficits de formación que pudieran existir.

El Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo aprobó el CTE que desarrolla los requisitos básicos que deben cumplir las edificaciones, establecidos por la Ley 38/1999, de 5 de

noviembre de Ordenación de la Edificación, con el fin de establecer las responsabilidades de los diferentes agentes que participan a lo largo del proceso de la edificación y de cubrir las garantías de los usuarios.

El CTE se compone de dos partes: una primera que contiene las disposiciones generales y una segunda formada por una serie de textos denominados "Documentos Básicos", en los que se establecen los requisitos particulares que deben contemplarse en los estudios geotécnicos necesarios para las obras de edificación.

Entre estos documentos básicos se encuentra el denominado SE-C de Seguridad Estructural: Cimientos.

En el presente cuaderno se recogen y señalan aquellos aspectos que se pueden considerar como los más importantes, relevantes o significativos que el CTE ha incluido para su aplicación en la Geotecnia de las edificaciones.

Este cuaderno es complementario de otros dos cuadernos de esta misma colección, que también han sido elaborados por el Colegio de Caminos, denominados: "Descriptores geotécnicos del terreno" y "Contenido formal del informe geotécnico".



2. Método de los estados límites y coeficientes de seguridad parciales

2.1. Planteamiento

En el CTE se recoge como criterio de seguridad el método de los estados límites aplicando coeficientes de seguridad parciales, de acuerdo con los criterios del Eurocódigo SC-7 (Norma Europea En 1997-1). Este aspecto, de la aplicación de los coeficientes de seguridad parciales a los estados límites, constituye una modificación fundamental en la práctica geotécnica habitual en España dentro del mundo de la edificación, en la medida en que tradicionalmente se ha trabajado con coeficientes de seguridad globales.

Como punto de partida debe indicarse que la adopción de los coeficientes de seguridad parciales frente a los coeficientes de seguridad globales (aplicados de forma general en la práctica de la Ingeniería Geotécnica en España), ha constituido una exigencia en los criterios de redacción del CTE, con el objetivo de conseguir un texto compatible con el Eurocódigo SC-7: Norma Europea para el cálculo de cimentaciones.

La utilización de los coeficientes de seguridad parciales implica "la verificación" de que para las diferentes situaciones de dimensionado de la cimentación (persistente, transitoria o extraordinaria) no se supera ninguno de los estados límite, considerados al introducir los valores de cálculo de las distintas variables que presentan los efectos de las acciones sobre la cimentación y la resistencia del terreno.

Los valores de cálculo de las variables se obtienen multiplicando o dividiendo sus valores característicos por los correspondientes coeficientes de seguridad parciales.

En el CTE se recogen las siguientes variables con valores característicos:

F_{rep} = valor representativo de la acción

E_k = valor característico del efecto de las acciones

X_k = valor característico del material

R_k = valor característico de la resistencia

De acuerdo con el Documento Básico SE (Seguridad Estructural), se denomina valor característico, según los casos:

- a su valor medio;
- a un fractil superior o inferior, (en este caso, de forma general, se suele denominar como valor característico superior al fractil del 95% y como valor característico inferior al fractil del 5%, considerando una distribución estadística normal); o
- a un valor nominal.

Los valores de cálculo son:

$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}$ = valor de cálculo de la acción, siendo γ_F el coeficiente parcial para las acciones

$E_d = \gamma_E \cdot E_k$ = valor de cálculo del efecto de las acciones, siendo γ_E el coeficiente parcial del efecto de las acciones

$X_d = X_k / \gamma_M$ = valor de cálculo del material, siendo γ_M el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales

$R_d = \gamma_R \cdot R_k$ = valor de cálculo de la resistencia, siendo γ_R el coeficiente parcial para la resistencia

a_d = valor de cálculo de la dimensión geométrica

Como estados límite se consideran las siguientes situaciones:

1. Estados límites últimos: entendidos o asociados al colapso o rotura del terreno o con el fallo estructural de la cimentación.
2. Estados límite de servicio: entendidos o asociados como requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio.

Las verificaciones que deben cumplirse son:

1. Estados límite últimos:

- Verificación de equilibrio:

$$E_{d, dst} < E_{d, stb}$$

$E_{d, dst}$ = valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d, stb}$ = valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

- Verificación de resistencia:

$$E_d \leq R_d$$

siendo:

$$E_d = \gamma_E \times E (\gamma_F \times F_{rep}, X_k/\gamma_M, \alpha_d)$$

$$R_d = R (\gamma_F \times F_{rep}, X_k/\gamma_M, \alpha_d) / \gamma_R$$

- Verificación de la capacidad estructural de la cimentación:

La resistencia de la cimentación como elemento estructural se verifica si el valor de cálculo del efecto de las acciones del edificio y del terreno sobre la cimentación no supera el valor de cálculo de la resistencia de la cimentación como elemento estructural.

2. Estados límite de servicio:

El comportamiento de la cimentación con relación a un criterio determinado se verifica si se cumple, para la situación de dimensionado considerada, la condición:

$$E_{ser} \leq C_{lim}$$

siendo:

E_{ser} = efecto de las acciones para una determinada situación de dimensionado

C_{lim} = valor límite para el mismo efecto

Con relación a los estados límite de servicio, un aspecto que se considera muy

importante en la redacción del CTE es la inclusión, salvo que se especifiquen de manera concreta en Proyecto, de valores de referencia límite.

En la tabla 2.2 se muestran los valores límite de la distorsión angular, entendida como el cociente entre el asiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa, y en la tabla 2.3, de la distorsión horizontal, en este caso definida como el desplazamiento horizontal diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que los separa.

Con la inclusión de estos valores, el CTE dota a los proyectistas, mediante la asignación de unos límites concretos para estas dos variables de distorsión angular y de distorsión horizontal, de un criterio explícito, que debe cumplirse, para poder cuantificar y prevenir posibles daños por causas geotécnicas en las edificaciones, en función del tipo de estructura y de los movimientos que éstas admiten sin que lleguen a producirse daños en sus condiciones de servicio.

2.2. Coeficientes de seguridad parciales propuestos

Los valores recogidos en el CTE para los coeficientes de seguridad parciales son los que aparecen en la Tabla 2.1 adjunta.

Tabla 2.3. del CTE. Valores límite de servicio basados en la distorsión horizontal

TIPO DE ESTRUCTURA	Límite de Seguridad
Muros de carga	1/2.000

Tabla 2.2. del CTE. Valores límite de servicio basados en la distorsión angular

TIPO DE ESTRUCTURA	Límite de Seguridad
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1.000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2.000

Tabla 2.1 del CTE. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_r	γ_m	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento Vuelco ⁽²⁾	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	— ⁽⁴⁾	— ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento rotación o traslación	1,0	2,0	1,0	1,0
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0	
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 ⁽⁸⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento Vuelco ⁽²⁾	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad estructural	— ⁽⁴⁾	— ⁽⁴⁾	1,0	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	2,3	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1,0	1,0	0,8	1,0
	Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0

(1) En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

(2) De aplicación en cimentaciones directas y muras.

(3) En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

(4) Los correspondientes de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la instrucción EHE.

(5) Aplicable a elementos de hormigón estructural cuyo nivel de ejecución es intenso o normal, según la instrucción EHE. En los casos en los que el nivel de control de ejecución sea readucido, el coeficiente γ_E debe tomarse, para situaciones persistentes o transitorias, igual a 1,8.

(6) El coeficiente γ_M será igual a 2,0 si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla.

(7) Afecta al empuje pasivo.

(8) En pilotes, se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas; para métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 1,5.

2.3. Comentarios

Un análisis detallado de los valores de los diferentes coeficientes de seguridad que aparecen en la tabla permite realizar un estudio comparativo entre los coeficientes de seguridad en globales aplicados tradicionalmente de forma general en Ingeniería Geotécnica en España y el cálculo en coeficientes de seguridad parciales aplicado en el CTE.

2.3.1. Respecto de los coeficientes de seguridad de las acciones

Analizando los valores de los coeficientes de seguridad de las acciones se observa que en todos los casos el valor propuesto para el coeficiente de seguridad parcial de las acciones, γ_F , es igual a 1. Ello supone trabajar, tal como se hace en globales, sin mayorar o minorar acciones, mientras que es el coeficiente parcial del efecto de las acciones, γ_E , el que adopta valores semejantes a los habitualmente utilizados en el cálculo en globales para las acciones.

Así, para igualar ambos métodos, el CTE propone valores de mayoración en el análisis de la capacidad estructural de $\gamma_E = 1,6$, para situación de dimensionado persistente o transitoria, y de $\gamma_E = 1$, para situación extraordinaria.

También se mayoran las acciones estabilizadoras, en el análisis del vuelco de cimentaciones y muros, con un valor $\gamma_E = 1,8$, para situación de dimensionado persistente o transitoria, y de $\gamma_E = 1,2$, para situación de dimensionado extraordinaria.

Además, se adoptan valores de minoración para las acciones desestabilizadoras para el análisis del vuelco de cimentaciones y muros con un valor $\gamma_E = 0,9$, para situación de dimensionado persistente, transitoria y extraordinaria. También se minoran el empuje pasivo en el análisis de la rotación

o traslación de pantallas por el método de equilibrio límite o por el modelo de Winkler, con un valor $\gamma_E = 0,6$, para situación de dimensionado persistente o transitoria, y de $\gamma_E = 0,8$, para situación de dimensionado extraordinaria. En el resto de los casos, en los que se incluyen los cálculos geotécnicos más habituales de hundimiento, deslizamiento y estabilidad global, el valor de γ_E es igual a 1.

Con estos valores del coeficiente de seguridad parcial de las acciones, γ_F , y del coeficiente parcial del efecto de las acciones, γ_E , puede afirmarse que, en la consideración de las acciones, al menos de forma general, con los valores propuestos para los coeficientes de seguridad parciales en el CTE, no hay variación significativa, en la cuantificación de las acciones a considerar, con relación a lo que de forma general se ha venido realizando tradicionalmente aplicando los coeficientes de seguridad globales (en donde de forma general no se mayoran ni minoran las acciones para los análisis geotécnicos y sí para los análisis estructurales).

2.3.2. Respecto de los coeficientes de seguridad de los materiales

En cuanto a los coeficientes de seguridad parciales que afectan a los materiales (γ_R , coeficiente parcial de resistencia, y γ_M , coeficiente parcial para las propiedades de los materiales), se observa que, de forma general, para los cálculos geotécnicos de hundimiento y deslizamiento, el coeficiente parcial de resistencia, γ_R , tiene valores equivalentes a los habitualmente utilizados en el cálculo en globales.

Así, en el caso del análisis del hundimiento, para situación de dimensionado persistente o transitoria, el valor propuesto de γ_R es de 3 y, para situación de dimensionado extraordinaria, de 2.



En el caso del deslizamiento, para el análisis de cimentaciones y muros, los valores que adopta γ_R , son de 1,5, para situación persistente o transitoria, y de 1, para situación de dimensionado extraordinaria.

Con estos valores, y al ser en estos casos el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales, γ_M , igual a 1, y los coeficientes parciales de las acciones, γ_F y γ_E , también iguales a 1, los coeficientes finales a aplicar en estos casos son equivalentes a los habitualmente utilizados en el análisis en globales:

- Situación de dimensionado persistente o transitoria: Hundimiento; F.S. = 3
- Situación de dimensionado extraordinaria: Hundimiento; F.S. = 2
- Situación de dimensionado persistente o transitoria: Deslizamiento; F.S. = 1,5
- Situación de dimensionado extraordinaria: Deslizamiento; F.S. = 1,2

2.3.3. Respecto al arrancamiento y rotura horizontal del terreno en pilotes

Un análisis semejante puede hacerse para el estudio de los estados límite de arrancamien-

to y rotura horizontal del terreno en cimentaciones profundas, en donde los valores que se dan para γ_R son de 3,5, para situación de dimensionado persistente o transitoria, y de 2,3, para situación de dimensionado extraordinaria, siendo los coeficientes γ_M , γ_F y γ_E iguales a 1.

2.3.4. Respecto a la estabilidad global

Una mención especial merece el análisis de la estabilidad global, en donde en el cálculo en globales, en los análisis habituales con la teoría de equilibrio límite por rebanadas, los coeficientes de seguridad se aplican, durante los cálculos, a los materiales. Este aspecto se recoge también en el cálculo en coeficientes de seguridad parciales aplicado en el CTE, al ser, en este caso, el coeficiente parcial de resistencia, γ_R , igual a 1, y el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales, γ_M , igual a 1,8, para situación de dimensionado persistente o transitoria, e igual a 1,2, para situación de dimensionado extraordinaria, siendo en ambos casos γ_F y γ_E iguales a 1.

Por lo que de nuevo, ambos métodos, con los valores dados a los coeficientes de seguridad parciales en el CTE, son equivalentes.

2.3.5. Respecto al estudio de pantallas

En el caso del estudio de pantallas, para su análisis por elementos finitos ocurre lo mismo que en la estabilidad global, en donde los coeficientes de seguridad en globales se aplican durante el cálculo, criterio que también incorpora el CTE, al ser el coeficiente parcial de resistencia, γ_R , igual a 1, y el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales, γ_M , igual a 1,5, para situación de dimensionado persistente o transitoria, e igual a 1,2, para situación de dimensionado extraordinaria, siendo en ambos casos γ_F y γ_E iguales a 1.

2.3.6. Síntesis final

De todo lo indicado a lo largo del presente apartado, se considera que el cambio de

formato de seguridad de coeficientes de seguridad globales, habitualmente utilizado en la geotecnia de edificación en España, a coeficientes de seguridad parciales (con los valores dados en el CTE para éstos), no supone modificación en la seguridad exigida a los elementos de cimentación de las edificaciones.

Por lo que se puede indicar que, cumpliéndose los requisitos de adoptar en el CTE los procedimientos del Eurocódigo SC-7 (Norma Europea En 1997-1), en donde los análisis de seguridad se abordan mediante coeficientes de seguridad parciales, se ha conseguido que los análisis geotécnicos por medio del CTE sean equivalentes, en cuanto a seguridad, a los que de forma general se han realizado tradicionalmente en España en edificaciones, de manera habitual.



3. Estudio y reconocimiento geotécnico

3.1. Planteamiento

Uno de los aspectos más novedosos del CTE para el estudio de las cimentaciones de edificaciones son los referidos al estudio geotécnico que debe ser realizado y, en especial, dentro de los requisitos que debe contemplar dicho estudio, los planteamientos relacionados respecto del alcance de los reconocimientos geotécnicos que deben abordarse.

Es importante indicar que el Cuaderno de esta misma colección, de título: "Contenido formal del informe geotécnico", analiza de forma muy detallada los diferentes aspectos que deben integrar un estudio geotécnico, con especial referencia a lo indicado en el CTE y a la participación de los ingenieros de Caminos como técnicos competentes para su realización.

El contenido del presente apartado se limita, de acuerdo con los objetivos de este Cuaderno, a destacar los puntos de mayor relevancia con relación a los estudios y reconocimientos geotécnicos que deben ser tenidos en cuenta, de acuerdo con lo indicado en el CTE.

3.2. Competencia profesional

Por la importancia que supone para la redacción de los estudios geotécnicos, el primer punto a señalar es el de la autoría del estudio. El CTE indica de manera expresa que "la autoría del estudio geotécnico corresponderá al proyectista, a otro técnico competente o, en su caso, al Director de Obra y contará con el preceptivo visado colegial".

Con este planteamiento, el CTE abre la posibilidad de que el estudio geotécnico

sea redactado por un "técnico competente" diferente al proyectista o al director de obra, requiriéndose, en cualquier caso, la necesidad del visado colegial. Es importante indicar que los ingenieros de Caminos, por los contenidos de Geotecnia y Estructuras impartidos para la obtención del título, son técnicos competentes para la redacción de Estudios Geotécnicos, pudiendo, en determinados casos, dependiendo del tipo de edificación y del tipo de proyecto, también ser proyectistas y/o directores de obra de acuerdo con la Ley 38/1999 de 5 de Noviembre de Ordenación de la Edificación (LOE).

Con relación a este aspecto, se considera reseñable indicar que la cimentación, como elemento estructural del edificio, es una parte importante del comportamiento del mismo y constituye una unidad en donde la interacción entre ambas condiciona la respuesta. En la mayor parte de los casos se requiere que su concepción y diseño tengan en cuenta tanto los aspectos relativos al terreno como los de la propia estructura que se quiere cimentar y la interacción entre ambos. Por ello, se considera que los técnicos competentes, o en su caso los proyectistas, deben tener formación en ambos aspectos: estructural y geotécnico, en donde los conceptos de esfuerzos, tensiones, momentos, cortantes, etc. tienen una importancia determinante.

3.3. Alcance de los trabajos de reconocimiento

Con relación al reconocimiento del terreno, el CTE establece, con rango obligatorio, siendo éste un aspecto clave de su redacción, los reconocimientos que, como mínimo, deben de ser llevados a cabo para la realización de un estudio geotécnico.

Para ello clasifica las construcciones en cinco tipos: C-0, C-1, C-2, C-3 y C-4 (Tabla 3.1 del CTE), y el terreno en tres grupos: T-1, T-2 y T-3 (Tabla 3.2 del CTE).

En base a las clasificaciones efectuadas respecto del tipo de construcción y del tipo del terreno, y con el criterio general, de que el mínimo número de puntos a reconocer

debe ser de tres, el CTE recoge, en la Tabla 3.3, una serie de distancias orientativas máximas entre puntos de reconocimiento. A partir de estas distancias se puede obtener el mínimo número de puntos de reconocimiento necesario y las profundidades a alcanzar para edificios con superficies en planta de hasta 10.000 m². Para superficies

Tabla 3.1. del CTE. Tipo de Construcción

TIPO	DESCRIPCIÓN (1)
C-0	Edificio de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Edificios de menos de 4 plantas y cualquier superficie construida mayor de 300 m ²
C-2	Edificios de 4 a 10 plantas
C-3	Edificios de 11 a 20 plantas
C-4	Edificios de carácter monumental o singular, o con más de 20 plantas. Serán objeto de un reconocimiento especial, cumpliendo al menos las condiciones que corresponden

(1) En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Tabla 3.2. del CTE. Grupo de Terreno

GRUPO	DESCRIPCIÓN
T-1	Terrenos favorables: Aquellos cuyas características geológicas y comportamiento geotécnico resultan suficientemente conocido y poco variable y en los que la práctica habitual en la zona es cimentación directa mediante elementos aislados
T-2	Terrenos intermedios: Aquellos en los que existe experiencia de que las circunstancias geológicas dan lugar a alguna variabilidad en el comportamiento geotécnico. En la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación. Terreno con rellenos antrópicos de espesor inferior a 3.0 m
T-3	<p>Terrenos desfavorables: De forma general se integran en este grupo todos aquellos terrenos que no se puedan encuadrar en alguno de los grupos anteriores, bien porque sus circunstancias geológicas no lo permitan por ser una zona compleja, bien porque no haya experiencia fiable de su comportamiento geotécnico</p> <p>De forma especial se considerarán en este grupo los siguiente terrenos:</p> <ul style="list-style-type: none"> Suelos expansivos Suelos colapsables Suelos blandos o sueltos Terrenos kársticos en yesos o calizas Terrenos variables en cuanto a composición y estado Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades Terrenos con desnivel superior a 15° Suelos residuales Terrenos de marismas

Tabla 3.3. del CTE. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas

Edificio	Terreno			
	T1		T2	
	$d_{m\acute{a}x}$ (m)	P (m)	$d_{m\acute{a}x}$ (m)	P (m)
C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

mayores se indica la posibilidad de reducir la densidad de puntos, con un límite de un 50%.

En cualquier caso, y teniendo en cuenta que la citada Tabla 3.3 es orientativa a efectos de las profundidades, el CTE indica que debe comprobarse que la profundidad planificada de los reconocimientos es suficiente para alcanzar una cota en el terreno por debajo de la cual no se desarrollen asientos significativos. Esta cota la define como la correspondiente a una profundidad tal que en ella el aumento neto de la tensión en el terreno bajo el peso del edificio sea igual o inferior al 10% de la tensión efectiva vertical existente en el terreno en esa cota antes de construir el mismo.

En los casos en los que se alcance una unidad geotécnica resistente, entendida ésta

como aquella en la que las presiones aplicadas por la cimentación del edificio no producen deformaciones apreciables, el CTE hace una salvedad con relación al criterio anterior. Indica que, en estos casos, la profundidad a investigar debe de ser al menos de 2 metros más 0,3 metros adicionales por cada planta que tenga el edificio.

En el caso de prever una cimentación profunda mediante pilotes, el CTE para establecer la profundidad a investigar recoge el mismo criterio anterior de investigar hasta una cota tal que en ella el aumento neto de la tensión en el terreno bajo el peso del edificio sea igual o inferior al 10% de la tensión efectiva vertical existente en el terreno en esa cota antes de construir el edificio. En este caso, considera que la cota de aplicación de la carga del edificio sobre el terreno es la correspondiente a una profundidad igual a



Tabla 3.4. del CTE. Número mínimo de sondeos mecánicos por reconocimiento y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración

Tipo de edificación	Número Mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

las dos terceras partes de la longitud estimada para los pilotes. En el caso de pilotes columna, salvo justificación, la profundidad de reconocimiento debe ser como mínimo de 5 diámetros por debajo de la cota de la punta previsible del pilote.

Complementariamente, el CTE incluye en la Tabla 3.4, también en función del tipo de edificio y del grupo de terreno, la estimación del número mínimo de sondeos mecánicos a realizar y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento (obtenido este total a partir de la Tabla 3.3) que pueden sustituirse por pruebas continuas de penetrómetros.

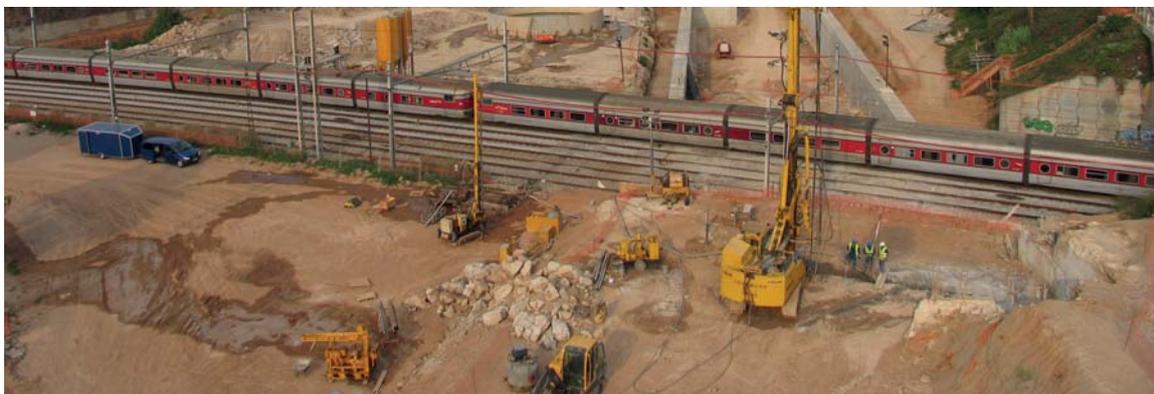
Con relación a los terrenos tipo T-3 (terrenos desfavorables), no incluidos en la Tabla 3.4, el CTE indica expresamente que deben disponerse reconocimientos en las zonas problemáticas hasta definir las adecuadamente.

Con todo estos aspectos, el CTE establece los criterios que permiten cuantificar el reconocimiento mínimo necesario que debe contemplarse de forma obligatoria para la realización del estudio geotécnico de una edificación, debiéndose, en cualquier caso, justificar la coherencia de los trabajos de investigación con los objetivos del estudio y con la información previa disponible.

3.4. Contenido del Estudio Geotécnico

Por último, cabe resaltar que el CTE especifica de forma clara y expresa, en función del tipo de cimentación propuesta, cuáles son los valores y especificaciones que deben recogerse en el estudio geotécnico para el proyecto. Estos valores y especificaciones son:

- Tipo de cimentación.
- Cota de cimentación.



- Presión vertical admisible (y de hundimiento) en valor total y, en su caso, efectivo, tanto bruta como neta.
- Presión vertical admisible de servicio (asientos tolerables) en valor total y, en su caso, efectivo, tanto bruta como neta.
- En el caso de pilotes, resistencia al hundimiento desglosada en resistencia por punta y por fuste.
- Parámetros geotécnicos del terreno para el dimensionado de elementos de contención. Empujes del terreno: Activo, Pasivo y Reposo.
- Datos de la ley "tensiones en el terreno-desplazamientos" para el dimensionado de elementos de pantallas u otros elementos de contención.
- Módulos de balasto para idealizar de manera simplificada el comportamiento del terreno en cálculos de dimensionado de cimentaciones y elementos de contención, mediante modelos de interacción suelo-estructura.
- Resistencia del terreno frente a acciones horizontales.
- Asientos y asientos diferenciales, esperables y admisibles para la estructura del edificio y de los elementos de contención que se pretende cimentar.
- Calificación del terreno desde el punto de vista de su ripabilidad, procedimiento de excavación y terraplenado más adecuado. Taludes estables en ambos casos, con carácter definitivo y durante la ejecución de las obras.
- Situación del nivel freático y variaciones previsibles. Influencia y consideración cuantitativa en los datos para el dimensionado de cimentaciones, elementos de contención, drenajes, taludes e impermeabilizaciones.
- Cuantificación de la agresividad del terreno y de las aguas que contenga, para su cualificación al objeto de establecer las medidas adecuadas a la durabilidad especificada en cimentaciones y elementos de contención, de acuerdo

con los documentos básicos del CTE relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la Instrucción EHE.

- Caracterización del terreno y coeficientes de sollicitación a emplear para realizar el dimensionado bajo el efecto de la acción sísmica.
- Cuantificación de cuantos datos relativos al terreno y a las aguas que contenga necesarios para el dimensionado del edificio, en aplicación de los Documentos Básicos del CTE relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la Instrucción EHE.
- Relación de asuntos concretos, valores determinados y aspectos constructivos, a confirmar después de iniciada la obra, al inicio de las excavaciones, o en el momento adecuado que así se indique, y antes de ejecutar la cimentación, los elementos de contención o los taludes previstos.

Al analizar esta lista de aspectos que el CTE indica que deben recogerse en el estudio geotécnico, se observa que en una parte importante de ellos el redactor del estudio debe conocer con detalle el proyecto estructural de la edificación, por lo que el CTE obliga a que haya una estrecha relación entre el redactor del estudio geotécnico y el estructuralista y/o proyectista, para poder obtener un correcto diseño de los elementos estructurales de cimentación y contención.

Este punto se considera muy importante, ya que el CTE, con su redacción, ha intentado corregir la mala práctica de que el estudio geotécnico en su conjunto se realice de forma previa al proyecto de la edificación, debiéndose evitar (lo que en determinados casos ha sido habitual), desajustes entre las recomendaciones del estudio geotécnico y la solución constructiva adoptada en el Proyecto, en donde el tipo de estructura y su comportamiento condicionan la respuesta del terreno.

4. Cimentaciones directas

4.1. Introducción

Respecto de un tema tan importante y decisivo como es la definición de las cimentaciones directas de una estructura, el CTE introduce algunas novedades e incorpora algunos procedimientos de cálculo que son dignos de resaltar, en tanto en cuanto suponen una modificación de los hábitos y de las prácticas habituales más extendidas en España en estos aspectos.

4.2. Rigidez de la cimentación

El CTE incorpora el concepto, por otro lado bien conocido históricamente en el dominio de la Geotecnia, pero de escaso uso en la práctica habitual, de rigidez de una zapata.

El texto dedica todo un Anejo a considerar los efectos de interacción suelo estructura que se producen en la superficie que delimita ambos elementos.

Distingue dos tipos de rigidez:

Por un lado, desde el punto de vista estructural, define una estructura rígida cuando el vuelo sea menor que dos veces el canto de la zapata (ver figura 1).

Por otro lado rigidez relativa, en el que se evalúa el problema de la interacción entre la estructura y el terreno.

Desde este punto de vista resulta clave la evaluación del factor K_r , denominado rigidez relativa, mediante la siguiente expresión:

$$K_r = E_E \cdot I_B / E_S \cdot B^3$$

En donde:

E_E : El módulo de deformación global representativo de los materiales empleados en la estructura, normalmente hormigón.

I_B : El momento de inercia de la estructura por metro de ancho.

E_S : El módulo de deformación del terreno supuesto en un comportamiento elástico y lineal.

B : El ancho de la cimentación.

En base a este valor considera que "la estructura es rígida" en relación con el terreno cuando $K_r > 0,5$ mientras que la considera flexible cuando $K_r < 0,5$.

Sin embargo, este tipo de calificación no presupone ningún comportamiento específico respecto de la distribución de presiones que transmite al terreno, y se incluye sólo

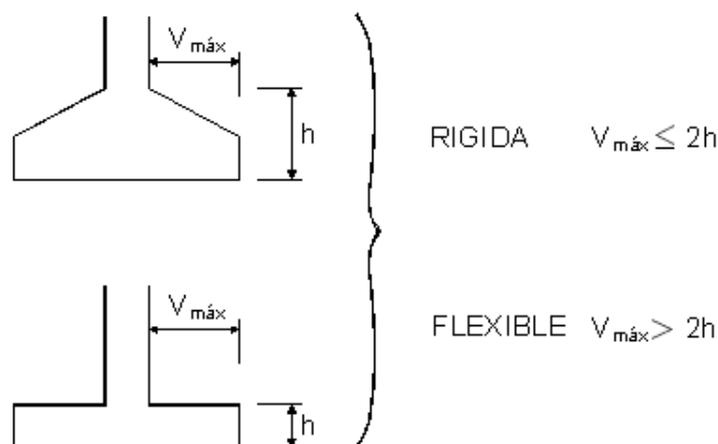


Figura 1.

con el objetivo de diferenciarla respecto del concepto de "rigidez relativa de la cimentación".

Este concepto de "rigidez relativa de la cimentación", aplicable cuando se estudia, no una estructura, sino una zapata aislada, se considera representativo de un comportamiento rígido de la misma cuando:

$$v \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{Bk_{sB}}}$$

siendo:

v: El vuelo de la zapata en una dirección cualquiera.

E_c : El módulo de deformación del material de la zapata, normalmente hormigón armado, representativo del tipo de carga y de su duración.

I_c : El momento de inercia de la sección de la zapata perpendicular a la dirección

del vuelo considerado respecto al horizontal que pasa por el centro de gravedad.

B: El ancho de la zapata en dirección perpendicular al vuelo considerado.

k_{sB} : El módulo de balasto de cálculo, en función de de las dimensiones del cimien-

to. De la misma manera, estos conceptos se pueden también utilizar en el caso de zapatas corridas en la dirección perpendicular a la misma.

Todas estas consideraciones tienen su importancia a efectos de valorar las transmisiones de cargas y, consecuentemente las deformaciones que se producen en el terreno, en función de los esfuerzos que transmite la estructura.

En la figura 2 se ilustra el criterio de rigidez relativa dada en el CTE para zapatas aisladas.

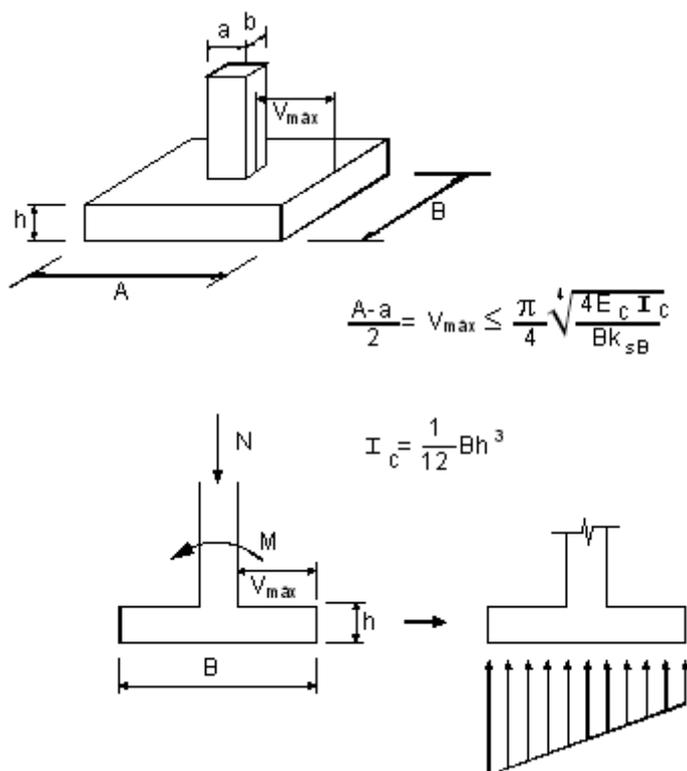


Figura 2.

4.3. Módulo de balasto

Se trata de un concepto muy útil a efectos del cálculo de estructuras, pero que sin embargo no goza de buen predicamento entre los ingenieros geotécnicos por las dificultades que plantea su cuantificación y, sobre todo, por las limitaciones teóricas de las que adolece el modelo en el que se basa.

En efecto, téngase en cuenta que el módulo de balasto desde el punto de vista riguroso representa dentro de un modelo elástico, aquél que reproduce el comportamiento del terreno, bajo las hipótesis de un suelo cuyo módulo de elasticidad crece linealmente con la profundidad y siendo nulo en superficie.

El llamado módulo de balasto, o de Winkler, representa precisamente la pendiente, el crecimiento, del módulo elasticidad con la profundidad.

En consecuencia, caben resaltar tres aspectos:

- Tiene unidades de peso específico.
- El módulo de balasto no es un factor intrínseco del terreno. Con ello se quiere poner

de manifiesto que el terreno no tiene un único valor del módulo de balasto.

- El módulo de balasto depende de las dimensiones geométricas de la cimentación que se vaya a implementar en el terreno. Por lo tanto exige del conocimiento previo de la estructura, para poderlo definir.

Sin embargo, dada su utilidad a efectos del dimensionamiento de estructuras que vayan a estar en contacto con el terreno, suele ser requerido por los especialistas para poder llevar a cabo los cálculos pertinentes.

En este sentido, el CTE presenta una tabla (D.29), dentro del Anejo D correspondiente, con unos valores orientativos del denominado coeficiente de balasto, K_{30} , en función del tipo de terreno y su estado. El subíndice hace precisamente mención al hecho de que la geometría de la cimentación influye y, por lo tanto, el valor que se proporciona es el correspondiente a una placa de 30 cm de diámetro. Para dimensiones diferentes de la estructura de cimentación se debe extrapolar convenientemente, con el objeto de proporcionar un valor adecuado.

Tabla D.29. del CTE. Valores orientativos del coeficiente de balasto, K_{30}

TIPO DE SUELO	COEFICIENTE DE BALASTO K_{30} (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 - 30
Arcilla media	30 - 60
Arcilla dura	60 - 200
Limo	15 - 45
Arena floja	10 - 30
Arena media	30 - 90
Arena compacta	90 - 200
Grava arenosa floja	70 - 120
Grava arenosa compacta	120 - 300
Margas arcillosas	300 - 400
Rocas algo alteradas	300 - 5.000
Rocas sanas	> 5.000

Con el objeto de extrapolar a otras configuraciones geométricas en el Anejo E apartado D5, se proporcionan las fórmulas a utilizar para efectuar la conversión del módulo correspondiente a la placa de 30 cm, con respecto al llamado coeficiente de referencia k_{sb} .

Tiene en cuenta de manera diferenciada si se trata:

- de terrenos granulares o de terrenos cohesivos;
- de zapatas cuadradas o rectangulares;
- así como para la cimentación de losas y los emparrillados.

Respecto de estos dos últimos casos, en realidad, el CTE recomienda recurrir al empleo de otros métodos y modelos del terreno que sean más representativos del comportamiento del terreno y que se basen en la realización de ensayos, in situ o de laboratorio, y en el posterior cálculo geotécnico de asientos.

4.4. Cálculo de asientos

En primer lugar, el CTE efectúa una distinción de los distintos tipos de asientos que se pueden producir en función del tiempo, y que denomina respectivamente instantáneo, de consolidación primaria y de compresión secundaria.

También distingue los distintos tipos de suelo que se pueden contemplar: granulares, granulares gruesos y arcillosos.

A) Para el cálculo de asientos en terrenos granulares propone utilizar el procedimiento conocido como de Burland y Burtbridge (1985). Este procedimiento todavía no es de uso extendido en nuestro país, motivo por el cual se considera un avance respecto de otras formulaciones más antiguas utilizadas en España.

Se basa en el uso directo de la fórmula siguiente:

$$S_i = f_i \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

siendo:

S_i : El asiento medio al final de la construcción, en milímetros.

f_i : Un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad HS y que es función de la profundidad de influencia bajo la zapata dentro de la cual se produce el 75% del asiento.

f_s : Un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa, supuesta ésta rectangular.

q'_b : La presión efectiva bruta aplicada en la base de la cimentación en kN/m^2 .

B: El ancho de la zapata o losa en metros.

I_c : El índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del golpeo de los ensayos SPT en una zona de influencia bajo la zapata o losa cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación.

Existen una serie de matices y consideraciones que, para su correcta y completa aplicación, se deben consultar, bien el documento original de dichos autores, o bien en el propio CTE, en el resumen y la transcripción existente en el Anejo F.

B) En terrenos granulares gruesos, que el CTE identifica como aquellos que tienen una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30%, recomienda utilizar para la estimación de asientos las formulaciones elásticas.

Respecto de la dificultad que suele existir en la práctica, para la asignación de parámetros del módulo de deformación, se propone, lo cual representa también una originalidad, que se deduzca dicho módulo a partir de ensayos de geofísica.

Estos ensayos proporcionan el módulo de deformación correspondiente a niveles del mismo que son muy bajos. En realidad, los valores que se deducen se suelen calificar como de "dinámicos" pues son válidos para deformaciones extremadamente reducidas, del orden de 10^{-4} - 10^{-5} %, aproximadamente. La extrapolación para niveles de deformación más elevados, propios de la respuesta real de la zapata (del orden de 10^{-1} - 10^0), es tal que considera que el módulo de elasticidad a incorporar en los cálculos debe ser la mitad del valor obtenido mediante los ensayos cross-hole o down-hole. Es decir:

$$E = G_{\max}/2$$

siendo:

G_{\max} , el módulo de rigidez transversal máximo deducido a partir de los ensayos geofísicos citados.

C) Para los suelos finos, arcillosos, que el CTE identifica como aquellos que tienen un contenido de finos superior al 35%, recomienda:

- el uso de ensayos de laboratorio y de campo, que sean de buena calidad, o
- bien la estimación del módulo de elasticidad sin drenaje, E_u , en el caso de arcillas sobreconsolidadas en función tanto del rango de sobreconsolidación como del índice de plasticidad del suelo.

Finalmente, cabe mencionar, que resultan muy interesantes y de gran utilidad los valores que califica de orientativos recogidos en la Tabla D.23, respecto del módulo de elasticidad en función del tipo de suelo.

También proporciona valores, que denomina como orientativos, del coeficiente de Poisson en la Tabla D.24.

4.5. Cimentaciones en roca

Son dos los aspectos que merecen ser reseñados en el CTE respecto de la determinación de las tensiones verticales admisibles para el diseño de cimentaciones en roca.

TABLA D.23 del CTE. En lo referente a valores orientativos del módulo de elasticidad para diferentes tipos de suelos

TIPO DE MATERIAL	MÓDULO DE ELASTICIDAD (E; MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 8
Suelos flojos o blandos	8 - 40
Suelos medios	40 - 100
Suelos compactos o duros	100 - 500
Rocas blandas	500 - 8.000
Rocas duras	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	> 15.000

TABLA D.24 del CTE. Valores orientativos del Coeficiente de Poisson

TIPO DE SUELO	COEFICIENTE DE POISSON
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras consolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

En primer lugar, la posibilidad de considerar al medio rocoso, cuando tenga una resistencia a compresión simple muy baja, o cuando se encuentre fuertemente diaclasado o meteorizado, como si se tratase de un suelo. Ello implica, evidentemente, con ciertas salvaguardias y cuidados, poder utilizar todas las herramientas de estudio y análisis propias de la Mecánica de Suelos.

En segundo lugar, la formulación propuesta para determinar la tensión admisible tiene en cuenta no sólo la resistencia a compresión simple de las rocas sanas, es decir de las fracciones intactas de la misma, sino que también incorpora otros factores importantes que definen al macizo rocoso, como son:

- el espaciamiento de las discontinuidades;
- la apertura de las mismas, y
- las dimensiones de la cimentación.

La carga admisible de diseño que resulta de aplicar este procedimiento, se encuentra entre el 10% y el 50% de la resistencia compresión simple de la roca intacta (q_u).

Un aspecto importante que incorpora el texto, a efectos de verificar las condiciones de servicio de una cimentación en roca, es que, de forma orientativa, propone emplear la siguiente expresión matemática que cuantifica el módulo elasticidad del macizo en función del Índice Geomecánico RMR cuando éste sea inferior a 50. (El Índice Geomecánico conocido coloquialmente como RMR representa el grado de calidad del medio rocoso y su cuantificación responde a unos criterios tabulados, concretos, presentes los manuales de uso de mecánica rocas.)

$$E_{\text{macizo}} = \alpha \cdot 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad (\text{GP}_a)$$

siendo

- $\alpha = 0,1$ para $q_u = 1 \text{ Mpa}$
- $\alpha = 0,2$ para $q_u = 4 \text{ Mpa}$

- $\alpha = 0,3$ para $q_u = 10 \text{ Mpa}$
- $\alpha = 0,7$ para $q_u = 50 \text{ Mpa}$
- $\alpha = 1,0$ para $q_u > 100 \text{ Mpa}$

4.6. Recomendaciones constructivas

En el CTE se enumeran toda una serie de precauciones a tener en cuenta para garantizar la seguridad de la cimentación y, en definitiva, para protegerse frente a eventuales defectos del terreno.

También se elaboran una serie de recomendaciones respecto de las excavaciones a realizar y, en particular, respecto de los cuidados a tener en cuenta cuando se encuentren zapatas próximas entre sí, actuando a diferentes niveles, a distintas cotas.

Análogamente, identifica los riesgos y las recomendaciones a tener en cuenta, respecto de los problemas que plantea la presencia del agua y las necesidades de agotamiento de la misma, así como de las necesidades de drenaje y saneamiento del terreno.

Efectúa también una serie de consideraciones para proteger a las cimentaciones frente a:

- Los aterramientos.
- Las inundaciones.
- Al posible hielo.

De la misma forma, especifica una serie de criterios de buena práctica para tener en cuenta en la ejecución de losas de cimentación.

Finalmente, termina con recomendaciones que deben ser tenidas en cuenta para el control y comprobación de las hipótesis del proyecto, respecto del terreno de cimentación y respecto de los materiales de construcción, en particular en cuanto a las comprobaciones a tener en cuenta durante la ejecución.

5. Cimentaciones profundas

5.1. Pilote aislado

En el CTE se limita la posibilidad de ejecución de pilotes aislados a una serie de casos concretos que quedan claramente definidos en el texto.

Así, en el caso de los pilotes prefabricados hincados se indica que se podrán construir aislados siempre que se realice un arriostramiento en dos direcciones ortogonales y que se demuestre que los momentos resultantes en dichas direcciones son nulos o bien absorbidos por la armadura del pilote o por las vigas riostras.

En el caso de los pilotes hormigonados in situ se indica que:

- a) Para un diámetro $< 0,45$ m; no se deben ejecutar pilotes aislados, salvo en elementos de poca responsabilidad en los que un posible fallo del elemento de cimentación no tenga una repercusión significativa.
- b) $0,45$ m $<$ diámetro $\leq 1,00$ m; se podrán realizar pilotes aislados siempre que se realice un arriostramiento en dos direcciones ortogonales y se asegure la integridad del pilote en toda su longitud de acuerdo con los métodos de control recogidos en el apartado 5.4 del CTE.
- c) Diámetro $> 1,00$ m; se podrán realizar pilotes aislados sin necesidad de arriostramiento siempre y cuando se asegure la integridad del pilote en toda su longitud de acuerdo con los métodos de con-



tol recogidos en el citado apartado 5.4 y se arme para las excentricidades permitidas y momentos resultantes.

Como se observa, el CTE limita la posibilidad de ejecución de pilotes aislados a casos muy concretos, de forma general, obligando a arriostrar en dos direcciones ortogonales y realizando un control exhaustivo de su integridad en los pilotes hormigonados in situ que, en el caso de diámetros entre 0,45 y 1 metro, se concreta, en al menos dos ensayos por cada 20 pilotes, que pueden consistir en transparencia sónica, impedancia mecánica o sondeo.

Para pilotes de diámetro superior a 1 metro, poco habituales en edificación, no se obliga a su arriostramiento, pero se establece que el control de su integridad se haga en al menos 5 pilotes de cada 20.

Con todo lo indicado, el CTE aun admitiendo la solución de pilotes aislados, establece limitaciones, para asegurar su correcto diseño y comportamiento, en especial en el caso de los pilotes hormigonados in situ, por los posibles problemas de ejecución que puedan presentarse, vinculados, entre otros argumentos, con la integridad de los mismos y a la práctica imposibilidad de que los ejes de los pilotes y los pilares respectivos coincidan en todos los pilotes.

5.2. Zonas activa y pasiva de influencia de la punta de un pilote

Para la valoración de la carga hundimiento distingue, lógicamente, la contribución de la resistencia de la punta de la colaboración del fuste.

Con el objeto de cuantificar la resistencia por la punta de un pilote, uno de los aspectos determinantes, que además se puede considerar como objeto de debate,

es el correspondiente a la cuantificación que efectúa respecto de las denominadas como zona activa y zona pasiva de resistencia de un pilote.

El CTE considera que el alcance de la zona pasiva es de seis diámetros, situados por encima de la posición de la punta del pilote. A su vez considera que el alcance de la zona activa es sólo de tres diámetros.

Lógicamente, esta configuración geométrica responde a unos determinados marcos teóricos, conceptuales, que existen en la literatura técnica para definir el alcance de la contribución del terreno que se encuentra en el entorno de la punta del pilote. Sin embargo, existen también otros marcos teóricos, diferentes de los anteriores, en los cuales el alcance de la zona pasiva no es tan extenso, que también podrían ser tenidos en cuenta.

Procediendo de la manera que insta el CTE resulta de mayor importancia el material que se encuentra por encima de la punta del pilote, que el que se encuentra por debajo de la punta del mismo.

5.3. Valoración de la resistencia por fuste de un pilote en medios arcillosos

Conviene resaltar que en el CTE hay dos matices importantes, novedosos respecto de otros códigos españoles, para la cuantificación de la resistencia por fuste de un pilote en medios arcillosos.

1. La no minoración de la resistencia para pilotes de gran diámetro. Este aspecto probablemente no sea de gran interés en cimentaciones de edificación, dado que normalmente se utilizan pilotes con diámetros de dimensiones reducidas.
2. La valoración de la resistencia al corte sin drenaje.

Con respecto a otras prácticas y a otros códigos vigentes y existentes en nuestro país, el CTE cuantifica la resistencia unitaria de hundimiento por fuste de un pilote, τ_f , a partir de la siguiente expresión:

$$\tau_f = 100 c_u / (100 + c_u)$$

estando c_u en kPa.

La determinación de la resistencia al corte sin drenaje del suelo limoso o arcilloso, c_u , debe hacerse teniendo en cuenta la presión de confinamiento en el nivel de la punta obtenida en célula triaxial o, en su caso, mediante ensayos de resistencia compresión simple, adoptando $c_u = (\sigma_u/2)$. Para estos casos, el CTE considera que la presión de confinamiento al nivel de la punta está definida por el entorno comprendido entre dos diámetros por encima y dos diámetros por debajo de ella.

El resto de prescripciones (influencia del tipo de pilote, consideraciones de la resis-

encia a largo plazo, valores máximos, etc.), son muy similares a los vigentes en otras normativas españolas.

5.4. Tope estructural

Un aspecto fundamental del capítulo de pilotes del CTE es el establecimiento de unos valores recomendados para el tope estructural (Tabla 5.1 del CTE), entendido éste como la expresión:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma \cdot A$$

siendo:

σ la tensión del tope estructural del pilote y

A el área de la sección transversal.

La inclusión en el texto de estos valores supone un avance importante en la capacidad de carga que pueden llegar a alcanzar los pilotes por motivos geotécnicos. De forma general, el valor del tope estructural ha estado limitado entre 3,5 y 4 MPa, valores que,

Tabla 5.1. del CTE. Valores recomendados para el tope estructural de los pilotes

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
		Tipo de apoyo	
		Suelo firme	Roca
Perforados*	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	En presencia de agua (bajo N.F.)	3,5	5
	Barrenados	3,5	-

Notas:

*Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón

f_p = Tensión introducida en el hormigón por el pretensado

f_{yk} = Límite elástico del acero

según los casos, pueden considerarse, con el nivel de conocimiento actual, excesivamente conservadores. Éste ha sido el motivo, igual que ocurre en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera del Ministerio de Fomento, por el que en el CTE se ha considerado este aspecto.

5.5. Posibles problemas que se pueden presentar

De particular interés son la enumeración y descripción de los posibles problemas que pueden plantearse durante el proyecto, o durante la obra, de un pilote. En buena medida no suelen ser objeto de cálculo, pero sí deben ser motivo de estudio y preocupación.

Tales causas son las siguientes:

1. Influencia de la hincada de pilotes prefabricados en estructuras o edificaciones cercanas.
2. Ataques del medio ambiente al material del pilote, en particular la corrosión del acero en zonas batidas por la marea o por las oscilaciones del nivel freático.
3. Posible expansividad del terreno que puede provocar el problema inverso de rozamiento negativo, causando el levantamiento de la cimentación.
4. Posible heladicidad del terreno que puede afectar a los encepados empotrados en el mismo.
5. Agresión de la helada en la cabeza de los pilotes recién construidos.
6. Posible ataque químico del terreno o de las aguas.
7. Posible modificación local del régimen hidrogeológico por conexión de acuíferos ubicados a distintas profundidades que podrían quedar conectados al ejecutar los pilotes.
8. Posible contaminación medioambiental por el uso de lodos tixotrópicos o polí-

meros, durante la excavación de pilotes hormigonados in situ.

9. Estabilidad de los taludes de las excavaciones y plataformas específicamente realizadas para la ejecución de los pilotes.
10. Desprendimientos sobre la cabeza de los pilotes recién construidos.
11. Mala limpieza del fondo de las excavaciones de los pilotes perforados.
12. Colapso de suelos como consecuencia de una estructura metaestable.
13. Posibles efectos sísmicos, en particular la posible licuefacción del entorno natural que pudiera afectar al propio pilote.
14. Posible pérdida de capacidad portante por socavación.

Todas estas posibles amenazas o riesgos se deben tener en cuenta, aunque sólo sea como meras posibilidades de agresión, de origen de problemas o de causa de un mal funcionamiento de la cimentación profunda definida. Lógicamente, dependiendo de las circunstancias, algunas de estas problemáticas pueden no tener lugar y por consiguiente no deben ser objeto de consideración.

5.6. Recomendaciones constructivas y control

El CTE recoge una serie de recomendaciones constructivas y de control tanto para los pilotes hormigonados in situ como para los pilotes prefabricados hincados. Como criterio, su redacción en lo referente a pilotes hormigonados in situ ha seguido los criterios recogidos en la norma UNE-EN1536:2001 y, para los pilotes prefabricados hincados, lo indicado en la norma UNE-EN12699-2001.

Entre los aspectos que cabe destacar, en cuanto a los pilotes hormigonados in situ, se resalta la importancia de ejecutarlos al amparo de entubaciones y/o de lodos tixotrópicos, en función de la alteración y/o estabilidad de las paredes del pilote.

Otro aspecto importante es el de los pilotes barrenados y las exigencias que se piden para su ejecución:

- Inclinación del pilote: máximo 6°, salvo que se tomen medidas de direccionado de la perforación y colocación de la armadura.
- Pilotes aislados: no se deben realizar, salvo que se pueda asegurar, con registro continuo de parámetros, la continuidad estructural del pilote.
- Terreno inestable: no se deben ejecutar cuando se detecten espesores de terreno inestable mayores de tres veces el diámetro del pilote.

Con relación a las materias primas se hace referencia a la obligación de cumplir lo recogido en la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE.

Finalmente, en cuanto al control, cabe destacar la necesidad de llevar un parte en el que se recojan los datos más importantes del pilote (tipo, diámetro, longitud de entubación, datos del terreno, armaduras, hormigones, etc.), así como la recomendación de realizar una serie de controles en relación con

el replanteo, excavación, lodo, armaduras y hormigón. Además, se hace referencia explícita a la posibilidad y recomendación de efectuar ensayos de integridad (transparencia sónica, impedancia mecánica y sondeos) y de carga (estáticos y dinámicos) en los pilotes.

En el caso de los pilotes prefabricados hincados, además de las exigencias constructivas recogidas en la citada norma UNE-EN12699-2001, se establece la necesidad de controlar los efectos de la hincada de los pilotes y la de registrar la curva completa de la hincada en un cierto número de pilotes que debe fijarse en el Pliego de Condiciones del Proyecto.

De forma general, se indica que los controles a realizar son:

- Mazas: altura de caída, peso o energía de golpeo, número de golpes de la maza por penetración.
- Pilotes hincados por vibración: potencia nominal, amplitud, frecuencia, velocidad de penetración.
- Pilotes hincados por presión: fuerza vertical aplicada en el pilote.



6. Elementos de contención

En el CTE se analizan como tipologías de elementos de contención de tierras: las pantallas y los muros.

El CTE denomina pantallas a las estructuras de contención de tierras que se emplean para realizar excavaciones verticales, en aquellos casos en los que el terreno o las estructuras cimentadas en las inmediaciones de la excavación no son estables sin sujeción. También aquellas cuyo objetivo es eliminar posibles filtraciones de agua a través de los taludes de la excavación y eliminar o reducir a límites admisibles las posibles filtraciones a través del fondo de la misma, o de asegurar la estabilidad de éste frente a fenómenos de sifonamiento.

Se construyen desde la superficie del terreno, previamente a la ejecución de la excavación y trabajan fundamentalmente a flexión.

Los muros se definen como elementos de contención destinados a establecer y mantener una diferencia de nivel en el terreno con una pendiente de transición superior a lo que permitiría la resistencia del suelo, transmitiendo a su base y resistiendo, con deformaciones admisibles, los correspondientes empujes laterales. En el caso de muros de sótano, éstos se utilizan para independizar una construcción del terreno circundante.

El formato de seguridad aplicado a los elementos de contención en el CTE es el del cumplimiento de los estados límite, últimos y de servicio, utilizando los coeficientes de seguridad parciales, con los mismos criterios que los aplicados para el resto, de los elementos de cimentación incluidos en el texto.

6.1. Coeficientes de empuje

Para la definición de las acciones, el CTE recoge unas expresiones para la obtención del empuje activo, K_A , y del empuje pasivo, K_P , semejantes a los establecidos por Coulomb para unas condiciones generales de carga.

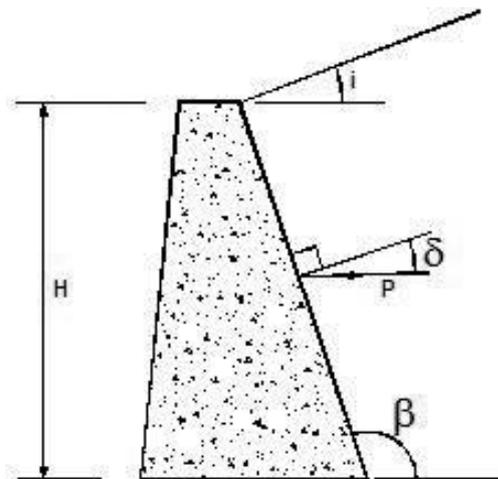
$$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta) + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}}} \right]^2$$
$$K_P = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta) - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}}} \right]^2$$

siendo:

ϕ' y c' : el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno o relleno del trasdós.

β , i : los ángulos definidos en la figura adjunta.

δ : el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno.



Además se da una expresión para la obtención del coeficiente de empuje al reposo, K_0 , en la que se tiene en cuenta la razón de sobreconsolidación del terreno, R_{oc} :

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (R_{oc})^{1/2}$$

En el texto se hace la salvedad de que la fórmula anterior no se debe utilizar para valores extremadamente altos de R_{oc} (es decir, mayores de 25-30).

Para la definición de los empujes sobre el elemento de contención se indica que, en caso de considerar el efecto de la cohesión, en la estimación del empuje, ésta debe definirse de forma específica para cada estudio, valorando la dispersión que puede presentar, la fiabilidad de la información disponible, su estabilidad en el tiempo, la posible presencia de fisuras en el terreno y la sensibilidad del estudio a dicho valor. Este criterio del CTE es importante y novedoso dada la incidencia que la no consideración de la cohesión tiene en el dimensionamiento de los elementos de contención.

Con relación al coeficiente de empuje a considerar, el CTE indica que se deberá tomar el empuje activo en el trasdós, salvo en aquellos casos en los que debido a la rigidez del elemento de contención, las restricciones impuestas a su deformación o por su proceso de puesta en obra, no se puedan producir los movimientos mínimos necesarios para movilizarlo.

El criterio anterior se modifica en caso de presencia de edificios o de servicios sensibles a los movimientos situados a poca profundidad, a una distancia de la coronación del elemento de contención inferior a la mitad de su altura. En estos casos el CTE indica que debe considerarse el coeficiente de empuje al reposo, K_0 , en el dimensionado de los elementos de contención con las teorías de equilibrio límite. En los casos en los que esta distancia esté comprendida entre la mitad

de la altura y la altura del elemento de contención el coeficiente de empuje que debe considerarse es $K = (K_0 + K_A)/2$, valores que pueden ser modificados si se realiza un estudio de detalle para el cálculo de movimientos. Con estos planteamientos el CTE introduce de forma obligatoria la consideración de unos coeficientes de empuje, en caso de presencia de edificios medianeros o próximos, que limitan los procesos de deformación en éstos.

6.2. Estabilidad de las pantallas

Uno de los aspectos más relevantes incluidos en el CTE con relación al análisis de la estabilidad de las pantallas es la posibilidad de efectuar el estudio, además de por los métodos tradicionales de equilibrio límite y de los métodos basados en modelos tipo Winkler, por medio de la aplicación de cálculos por elementos finitos o diferencias finitas, considerando el comportamiento del terreno mediante un modelo elastoplástico.

A este respecto se indica que los cálculos deben realizarse con programas suficientemente conocidos y que, en su caso, deben efectuarse análisis de contraste con los procedimientos clásicos de cálculo. Además, se indica que la pantalla debe modelarse como una viga elástica, con unos elementos de interface que caractericen el contacto terreno-pantalla, con el objetivo de evitar una adherencia perfecta entre la pantalla y el terreno circundante, para evitar resultados alejados de la realidad.

6.3. Pantallas continuas

Con relación a las pantallas continuas, cabe destacar que se recomienda utilizar a efectos de los cálculos a flexión una resistencia característica del hormigón de 18 MPa, aunque se utilicen hormigones de 25 MPa (de acuerdo con lo indicado en la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE, de 11 de diciembre



de 1998), con el criterio de tener en cuenta las condiciones de puesta en obra.

6.4. Muros

Con relación al estudio de los muros cabe destacar dos aspectos importantes, en cuanto al análisis del deslizamiento.

El primero de ellos es la no consideración del efecto estabilizador del empuje pasivo (habitualmente se ha venido considerando un 50% de este empuje) y el segundo la consideración de "una cohesión reducida", que el CTE denomina c^* , cuyo valor es del 50% de la cohesión efectiva de terreno (c_{e}) y que, además, se limita, a un valor de 0,05 Mpa.

En el caso del análisis del vuelco para los muros, es importante resaltar que el CTE indica que se puede prescindir de su cálculo siempre que se asegure que la resultante de las fuerzas tiene su punto de aplicación en el núcleo central de la base.

6.5. Recomendaciones constructivas y control

Al igual que en el resto de los elementos de cimentación tratados en el CTE, uno de los aspectos más novedoso introducido para los elementos de contención es el referente a las condiciones constructivas y de control.

Su redacción, en lo referente a pantallas, sigue los criterios recogidos en la norma UNE-EN 1538:2000. "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros Pantalla". Entre los diferentes temas tratados cabe destacar, como criterio importante, la exigencia de asegurar la docilidad y la fluidez del hormigón durante todo el proceso de puesta en obra, para garantizar que no se producen fenómenos de atasco en el tubo Tremie. Se debe confirmar que, durante todo el proceso de hormigonado y, como mínimo, en cuatro horas, se mantiene la consistencia del hormigón con un cono de Abrams no inferior a 100 mm.

7. Acondicionamiento del terreno

En el capítulo correspondiente al acondicionamiento del terreno se hace mención expresa a las operaciones relativas a:

- Las excavaciones.
- Los rellenos controlados que pueden ser necesarios llevar a cabo para acomodar la topografía inicial del terreno a las necesidades de proyecto.
- La influencia del agua y a todas las consecuencias negativas que su presencia puede tener; aspecto que se menciona de forma especial.

Explícitamente se reconoce que no se contemplan los efectos que pueden producir la presencia de edificaciones próximas, o de otro tipo de obras, en los cimientos. Obviamente, dado el carácter de "básico" de este documento, estas cuestiones exceden del alcance de un texto normativo y se necesita de un estudio específico y detallado al respecto.

A continuación se reseñan los aspectos más singulares respecto de estos tres temas.

7.1. Excavaciones

La necesidad de proceder a excavar parte del terreno da lugar a la ejecución de desniveles y, en consecuencia, a la provocación de posibles inestabilidades, como consecuencia de los taludes temporales o definitivos que se puedan ejecutar.

Sí es necesario hacer una mención especial a la importancia que tiene la definición de excavaciones temporales. Tal es el caso por ejemplo de las zanjas, en las cuales, entre otros destinos, se instalan parte de los servicios necesarios en las obras de edificación. Estas zanjas constituyen una amenaza para aquellos que las ejecutan. La posible presen-

cia de agua hace de ellas unos elementos de claro riesgo.

No es extraño encontrar en la prensa la producción de accidentes y muertes no deseados, todo ello como consecuencia de los fenómenos de inestabilidad en este tipo de excavaciones temporales. Se debe proscribir de manera taxativa la presencia de personal humano en el interior de las mismas, cuando la altura de los taludes sea del orden de magnitud o superior a la altura de un ser humano y no exista entibación.

Deben ser objeto de estudio y análisis previo para garantizar que estos riesgos son, a los efectos prácticos, eliminados.

El CTE analiza de manera somera la necesidad de garantizar frente al deslizamiento, tanto en taludes en suelos como en roca;

- un coeficiente de seguridad suficiente, del orden de 1,5 para situaciones persistentes y transitorias;
- del orden de 1,1 para situaciones extraordinarias.

En este sentido, se resalta que en un medio rocoso las inestabilidades también se pueden producir y se van a desarrollar precisamente a lo largo de las superficies singulares, por los planos de debilidad que puedan estar alojados en el interior de la masa rocosa.

De mayor dificultad, que excede del alcance del CTE, es el análisis de los movimientos que se pueden producir como consecuencia de las excavaciones. En el caso de que se encuentren edificios próximos, pueden dar lugar a la producción de daños. Téngase en cuenta que los edificios son estructuras particularmente sensibles a los movimientos horizontales, en mayor medida

que a los movimientos verticales normalmente calificados como asientos.

7.2. Rellenos

De particular relevancia son las posibles incidencias que pueden producirse como consecuencia de la presencia de rellenos en el terreno.

El CTE recoge un abanico de consideraciones respecto de los rellenos controlados que se utilizan en edificación, en un triple ámbito:

1. En cuanto a la selección del material en origen y los aspectos que deben ser conocidos, así como a las posibilidades que existen para mejorar sus condiciones geomecánicas.
2. En cuanto a los diferentes procedimientos de colocación y de compactación.
3. En cuanto a los requisitos que se deben exigir para controlar realmente las condiciones en las que son puestos en obra.

Por otro lado, debe tenerse en cuenta que la presencia de rellenos incontrolados es una de las principales causas de las patologías que se producen en los edificios. En la mayoría de los casos se debe a que no son conocidos, o no se han contempla-

do en el proyecto, o no son esperados en la magnitud que aparecen. Provocan que las cimentaciones sean deficitarias y los movimientos que se producen, vinculados con los rellenos, duren lustros, e incluso décadas.

Este aspecto no por conocido y reseñado en el CTE debe ser dado por supuesto u obviado. El mayor problema surge cuando se define una cimentación sin ser conscientes de que se va a afectar a la presencia de rellenos no controlados, de origen antrópico y por lo tanto heterométricos y de mala calidad geotécnica.

7.3. Presencia del agua

Otro aspecto de particular interés, al que hace mención el CTE, lo constituye la presencia de niveles freáticos. El agua, entre otros motivos, es:

- el origen de daños;
- la causa de movimientos y asientos importantes;
- la producción del fenómeno conocido como "colapso" por humectación;
- el motivo de solicitaciones importantes;

y todo ello da lugar a que el agua deba ser estudiada y analizada con detalle.



8. Mejora o refuerzo del terreno

En el CTE se entiende por mejora o refuerzo del terreno el incremento de sus propiedades resistentes, o de rigidez, para poder apoyar sobre él adecuadamente cimentaciones, viales o servicios.

Un aspecto importante que incluye es la necesidad de establecer las condiciones iniciales del terreno mediante un estudio geotécnico para tener datos que permitan optar por el procedimiento de mejora a realizar.

En cuanto a los procedimientos de mejora, el CTE se limita a establecer, sin ningún tipo de desarrollo de los mismos, cuáles son los posibles procedimientos de mejora. Incluye la siguiente lista: mezcla con conglomerantes hidráulicos (cemento o cal), sustitución, precarga, compactación dinámica, vibro-flotación, inyección, inyección de alta presión ("jet grouting") u otros procedimientos que garanticen un incremento adecuado de sus propiedades.

Como aspecto relevante, establece cuáles son los factores a considerar para elegir el procedimiento de mejora o refuerzo más adecuado, entre los que indica los siguientes:

- Espesor y propiedades del suelo o relleno a mejorar.
- Presiones intersticiales en los diferentes estratos.
- Naturaleza, tamaño y posición de la estructura a apoyar en el terreno.

- Prevención de daños a las estructuras o servicios adyacentes.
- Mejora provisional o permanente del terreno.
- En términos de las deformaciones previsibles, relación entre el método de mejora del terreno y la secuencia constructiva.
- Los efectos en el entorno, incluso posible contaminación por sustancias tóxicas (en el caso en que éstas se introdujeran en el terreno en el proceso de mejora) o modificaciones en el nivel freático.
- La degradación de los materiales a largo plazo (por ejemplo en el caso de inyecciones de materiales inestables).

Finalmente, el CTE especifica, aspecto que se considera fundamental y claramente innovador, que en Proyecto deben establecerse:

- las especificaciones de los materiales a emplear;
- las propiedades a conseguir en el terreno tras su mejora;
- y las condiciones constructivas y los requisitos de control.

En este mismo sentido se indica que los criterios de aceptación de los procedimientos de mejora deben fijarse en Proyecto y deben consistir en unos valores de referencia mínimos de determinadas propiedades del terreno tras su mejora.



9. Anclajes al terreno

9.1. Definiciones y tipologías

El capítulo de anclajes, de acuerdo con el CTE, es aplicable al cálculo de situaciones provisionales y permanentes en las siguientes actuaciones:

- Sostenimiento de estructuras de contención.
- Estabilización de laderas, cortes de excavación o galerías.
- Resistencia a la subpresión en estructuras con transmisión de reacción de tracción a una formación resistente o roca sana.

Como anclaje permanente se entiende aquel cuya vida útil es superior a dos años. Esta misma definición, en cuanto a tiempo de duración de vida útil, es la que recoge la

norma UNE EN-1537:2001, así como el artículo 675 de Anclajes del texto del PG-3 de la Dirección General de Carreteras.

Debe reseñarse que el CTE especifica de forma expresa que no se contemplan, en su redacción actual, los bulones o sistemas de claveteado del terreno.

9.2. Ensayos

Un aspecto importante, en donde también coincide con lo incluido en la norma UNE EN-1537:2001, son las posibles pruebas de carga a realizar en los anclajes, para lo cual admite los siguientes tres tipos de ensayo:

- a) Ensayo de aceptación: prueba de carga in situ para confirmar que cada anclaje



cumple las condiciones que se exijan en proyecto.

- b) Ensayo de adecuación: prueba de carga in situ destinada a confirmar que el tipo de anclaje correspondiente se corresponde con las condiciones particulares del terreno existente
- c) Ensayo de investigación: prueba de carga in situ destinada a establecer el estado último de un anclaje instalado por un procedimiento determinado en el terreno en estudio, así como el comportamiento del anclaje en el intervalo de cargas previsto en servicio.

Respecto de los procedimientos a seguir en cada caso, el CTE indica que se considerarán válidos los recogidos en la citada norma UNE EN-1537:2001.

9.3. Acciones

En cuanto a las acciones a considerar se incluye, como aspecto importante a reseñar, una serie de situaciones que deben ser tenidas en cuenta en Proyecto:

- a) Todas las fases de construcción y las posibles situaciones de sollicitación a lo largo de la vida de la obra.
- b) La situación del nivel freático y las presiones intersticiales en acuíferos confinados.
- c) Posibles consecuencias de la rotura de cualquier anclaje.
- d) Posibilidad de que las fuerzas de pretensado de los anclajes excedan a las sollicitaciones de proyecto de la estructura.
- e) La fuerza de pretensado del anclaje se debe considerar como acción desfavorable para el proyecto del mismo.
- g) La resistencia característica del anclaje se debe determinar en base a ensayos de adecuación o a partir de experiencia contrastable.
- h) La resistencia de cálculo se debe comprobar mediante ensayos de aceptación después de la ejecución.

- i) La ejecución y protección anti-corrosión de los anclajes debe cumplir la norma UNE EN 1537. En el caso de armaduras de acero se debe tener especialmente en cuenta la posible agresividad del terreno circundante.

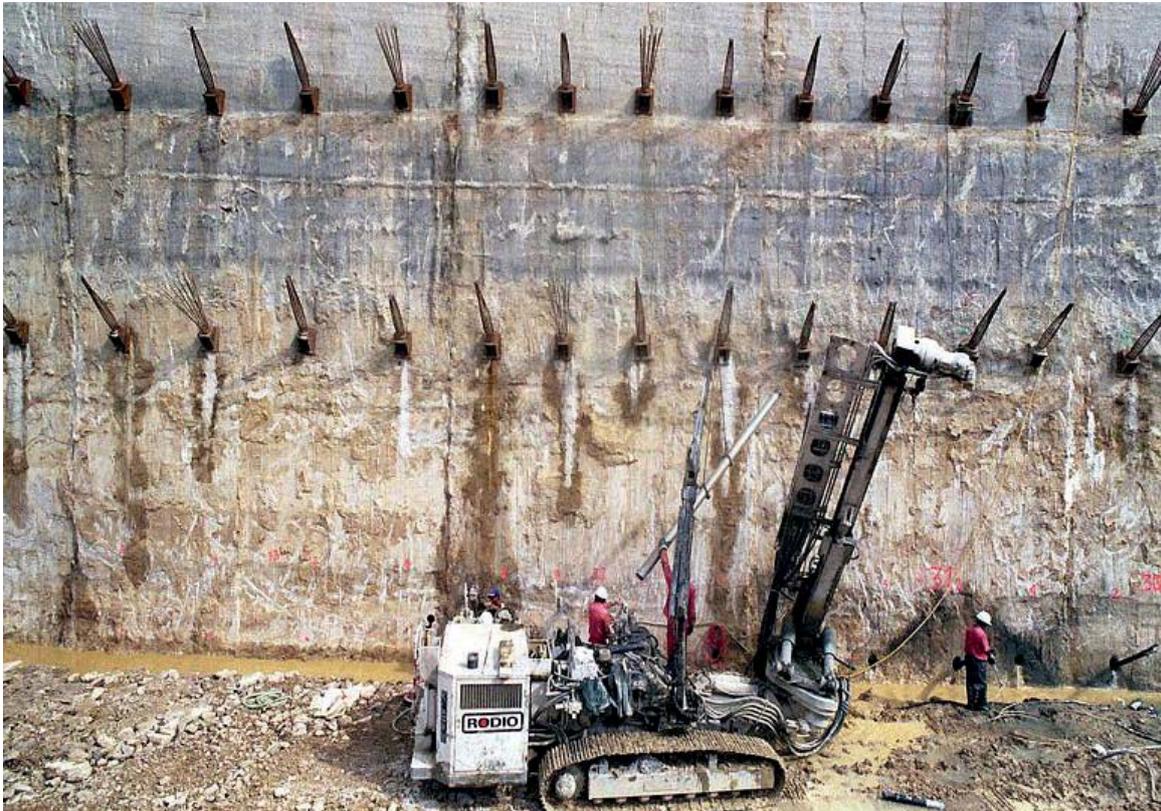
9.4. Estados límite

Adicionalmente a estas situaciones, y como estados límite a considerar para el estudio de los anclajes, tanto individuales como combinados, se establecen, sin que se indique la metodología a seguir, los siguientes:

- a) Rotura estructural de la armadura o de la cabeza de transmisión, causada por las tensiones aplicadas, por distorsión de la cabeza de transmisión o por corrosión.
- b) Para anclajes inyectados, rotura del contacto entre el sólido inyectado y el terreno circundante.
- c) Rotura del contacto entre la armadura y el material de sellado.
- d) Para anclajes con placa de anclaje, rotura por insuficiente capacidad de reacción de ésta.
- e) Pérdida de la fuerza de anclaje por excesivo desplazamiento de la cabeza de transmisión o por fluencia y relajación.
- f) Rotura o excesiva deformación de partes de la estructura anclada como consecuencia de la aplicación de la fuerza de anclaje.
- g) Pérdida de la estabilidad global del terreno y de la estructura de contención.
- h) Interacción inaceptable de grupos de anclajes con el terreno y las estructuras adyacentes.

9.5. Análisis de la estabilidad

En el CTE se especifica de forma clara y expresa los procedimientos que deben seguirse para la comprobación de la tensión admisible del anclaje, del deslizamiento en la



zona de bulbo y de la seguridad frente al arrancamiento.

A este respecto, cabe destacar, en el caso de la comprobación al deslizamiento, la siguiente expresión dada para la obtención de la tensión de adherencia límite, τ_{lim} , entre el anclaje y la lechada:

$$\tau_{lim} = 6.9 (f_{CK}/22.5)$$

donde f_{CK} es la resistencia característica de la lechada.

Se indica que, para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo, por encima de 14 m, se debe minorar por un coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta su posible rotura progresiva.

En el caso de la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo

la expresión que se incluye para la adherencia admisible, α_{adm} , es:

$$\alpha_{adm} = (c_m' + \sigma' \operatorname{tg} \phi') / \gamma_R$$

siendo:

$$\gamma_R = 1,35$$

c_m' = la cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo, minorada por un coeficiente de 1,2

σ' = componente normal al bulbo de la presión efectiva vertical ejercida por el terreno

ϕ' = ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

Ambas expresiones, tanto la correspondiente a la adherencia límite entre el anclaje y la lechada, τ_{lim} , como a la de la adherencia admisible, α_{adm} , se consideran innovadoras y aclaratorias de los procedimientos que deben seguirse para el cálculo de los anclajes según el CTE.





Publicaciones de esta colección

Cuadernos para la ordenación del ejercicio profesional

- 1 El Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- 2 Relación de Normativa Técnica aplicable a la Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. 2006.
- 3 La participación de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en las Asistencias Técnicas de Proyectos y Direcciones de Obra de las Administraciones Públicas. 2007.
- 4 Empleo Público a nivel nacional para Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2007.
- 5 Los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en el mundo de la edificación. 2007.
- 6 Los costes en el ejercicio de la consultoría e ingeniería de proyecto. 2007.
- 7 Los Seguros de Responsabilidad Profesional para los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2007.
- 8 La Responsabilidad Profesional de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2007.
- 9 Descriptores geotécnicos del terreno. 2007.
- 10 Contenido formal del Informe Geotécnico. 2007.
- 11 Aspectos geotécnicos más relevantes del Código de la Edificación. 2007

Comisión de Construcción y Financiación de Infraestructuras

- 1 Recomendaciones referentes a los Pliegos del Régimen de Concesión de Obra Pública. 2006.
- 2 Tarificación de Infraestructuras de Transporte en la UE: Adecuación del sistema español y su aplicación en la red viaria. 2006.

Comisión de Transportes

- EDE 3 Libro Verde del transporte en España. 2003.
- EDE 8 Libro Verde de los sistemas inteligentes de transporte. 2003.
- EDE 10 Libro Verde de indicadores de calidad de servicio de carreteras. 2005.
- EDE 11 Libro Verde de intermodalidad. 2005.
- 1 Pirineos, la frontera europea. 2005.
 - 2 Informe sobre la liberalización del ferrocarril. 2006.
 - 3 El peaje urbano: un posible instrumento para la movilidad sostenible en nuestras ciudades. 2006.
- EDE 22 Libro Verde de los sistemas inteligentes de transporte de mercancías. 2007.

ISBN 978-84-380-0379-4



9 788438 003794



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos